

TÓPICO 2 – Materiais

Influência do mecanismo de aderência aço-betão no comportamento de elementos de betão armado com armadura lisa sujeitos a cargas cíclicas

Catarina Fernandes^{1,a}, Hugo Rodrigues^{1,b}, Alexandre Costa^{2,c}, António Arêde^{2,d}, Humberto Varum^{1,e} e Aníbal Costa^{1,f}

¹Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Campus Universitário de Santiago, 3810-193 Aveiro, Portugal

²Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Rua Dr. Roberto Frias, s/n, 4200-465 Porto, Portugal

^acfernandes@ua.pt, ^bhrodrigues@ua.pt, ^caacosta@fe.up.pt, ^daarede@fe.up.pt, ^ehvarum@ua.pt, ^fagc@ua.pt

Palavras-chave: Estruturas existentes de betão armado, Aderência aço-betão, Armadura lisa, Ensaaios experimentais

Resumo. Os efeitos da degradação da aderência aço-betão são particularmente importantes quando os elementos são sujeitos a cargas cíclicas e nos elementos construídos com armadura lisa, sendo esta uma das principais causas de dano e colapso de edifícios de betão armado quando sujeitos à acção dos sismos. Neste artigo são apresentados os resultados de um ensaio de uma viga de betão armado com armadura lisa, proveniente de uma estrutura existente, sujeita a cargas cíclicas. Estes resultados serão posteriormente comparados com os resultados do modelo numérico em desenvolvimento. O modelo pretende simular os resultados experimentais e terá em consideração os efeitos da degradação da aderência aço-betão, nomeadamente do escorregamento das armaduras.

1. Introdução

A grande maioria dos edifícios de betão armado existentes foi construída antes dos anos 70, época na qual as normas eram ainda obsoletas do ponto de vista da consideração da acção sísmica no dimensionamento das estruturas [1,2]. Assim, um número importante de estruturas existentes e ainda em serviço, foram mal dimensionadas para resistir às acções sísmicas e muitas terão sido dimensionadas para resistir apenas a cargas gravíticas. Sismos recentes, tais como o ocorrido na China em Maio deste ano com efeitos devastadores, confirmam a elevada vulnerabilidade dos edifícios existentes e a importante fonte de risco que estes representam para a sociedade.

As causas mais comuns de danos e colapso de edifícios de betão armado sujeitos à acção sísmica, estão relacionadas com [3]: pormenorização deficiente de estribos/cintas e problemas de confinamento; ductilidade, aderência; ancoragem e sobreposição; inadequada capacidade de resistência ao corte; inadequada capacidade de resistência à flexão; inadequada capacidade de resistência ao corte em nós; influência das paredes de alvenaria no comportamento sísmico das estruturas; irregularidades em planta e em altura (mudança brusca das características estruturais e/ou dos elementos); influência dos modos altos; mecanismo do tipo viga forte-pilar fraco; e deficiências estruturais devido às exigências de arquitectura.

2. Aderência aço-betão

O comportamento dos elementos de betão armado é fortemente influenciado pelo comportamento da aderência aço-betão, uma vez que é através desta que é feita a troca de tensões entre os dois materiais. Esta propriedade desenvolve-se por atrito, adesão química (ligações que ocorrem na interface aço-betão durante as reacções de presa do cimento) e por tensões que surgem na superfície de contacto entre os dois materiais aço e betão (aderência mecânica) [3,4]

O comportamento da aderência aço-betão é influenciado por vários parâmetros, entre os quais: [4,5]: tipo, velocidade e duração do carregamento; escorregamento das armaduras; resistência do betão; classe do aço; recobrimento e espaçamento das armaduras; diâmetro das armaduras; comprimento de ancoragem; tipo e geometria das nervuras da armadura (no caso de armadura rugosa); efeitos de confinamento; quantidade e posição da armadura transversal; posição da armadura em relação à betonagem; e, distância às fendas.

Na generalidade dos casos, a análise de estruturas de betão armado é feita assumindo uma aderência perfeita entre o aço e o betão, o que implica uma total compatibilidade de deformações entre os dois materiais. No entanto, esta hipótese só pode ser tomada como válida nos estados iniciais de carregamento e para valores de tensão pouco significantes. Para valores significativos de carregamento, simultaneamente à formação de fendas, a aderência aço-betão sofre degradação dando origem a deslocamentos relativos entre a armadura e o betão envolvente. A este fenómeno dá-se o nome de escorregamento das armaduras. Estudos existentes concluem que a degradação da aderência e os efeitos desta são particularmente importantes em elementos sujeitos a cargas e cíclicas e quando estes tenham sido construídos com armadura lisa de aderência normal [3].

A principal diferença entre o comportamento da aderência aço-betão quando sujeita a cargas cíclicas e quando sujeita a cargas monotónicas, é que no primeiro caso a componente da adesão é perdida após o primeiro ciclo e a componente de atrito decresce com o número de ciclos. A aderência vai sofrendo assim uma degradação progressiva e o elemento de betão armado pode atingir a ruptura com níveis de tensão mais baixos do que aconteceria para a acção de cargas monotónicas [4]. De acordo com Berra e tal. [6], a aderência aço-betão nestas condições pode sofrer degradação mesmo antes que seja atingida a tensão de cedência na armadura e a tensão resistente do betão. As acções cíclicas alternadas (acção sísmica, por exemplo), em comparação com as acções cíclicas sem inversão de sinal, resultam numa degradação ainda mais pronunciada da aderência [4].

Para além de um número importante de estruturas de betão armado não ter sido correctamente dimensionado para fazer face às acções sísmicas, grande parte foi construída com armaduras lisas de aderência normal e tendo por base uma pormenorização deficiente das armaduras. Importa assim estudar a influência da degradação da aderência aço-betão no comportamento deste tipo de estruturas.

3. Ensaio cíclico de uma viga de betão armado com armadura lisa

Com o objectivo último de estudar a influência do escorregamento das armaduras no seu comportamento, uma viga de betão armado com armadura lisa, proveniente de uma estrutura existente, foi submetida à acção de cargas cíclicas. A fim de simular o comportamento da viga está a ser desenvolvido um modelo numérico que terá em conta os efeitos da degradação da aderência aço-betão. Os resultados do modelo numérico serão depois comparados com os resultados experimentais, o que permitirá concluir acerca da influência que o comportamento da aderência, nomeadamente o escorregamento das armaduras, tem no comportamento da viga.

3.1 Descrição da viga

A viga de betão armado é proveniente do Museu de Santa Joana, em Aveiro, e foi cedida durante as obras de reabilitação do Museu. É uma viga de cobertura, com um vão total de 8 m (ver Fig. 1). Para a realização do ensaio assumiu-se que a mesma estaria simplesmente apoiada em três pontos, tratando-se assim de uma viga com 2 tramos, cada um com um vão de 4 m. (ver Fig. 2-a).



Figura 1: Viga *in situ* (Museu de Santa Joana, Aveiro)

A secção transversal da viga tem as dimensões aproximadas de 0.18x0.22 (m). A armadura é constituída por varões lisos e, de acordo com medições feitas na altura com um detector de armaduras e através da observação de zonas da viga que se apresentavam danificadas, a armadura longitudinal superior seria composta por 2 varões de diâmetro 12 mm, e a armadura longitudinal inferior por 2 varões de diâmetro 12 mm e 2 varões de diâmetro 10 mm. Algumas dificuldades nas medições não permitiram verificar se esta armadura se mantinha constante ao longo de toda a viga ou se sofria alterações. Relativamente à armadura transversal, estimou-se que esta seria constituída por estribos de diâmetro 8 mm espaçados de 200 mm. Na Fig. 2-b é apresentado o esquema da secção transversal da viga estimada antes da realização do ensaio. Após o ensaio foi possível determinar com mais rigor a armadura existente na viga.

Antes da do ensaio foi feita a reparação das zonas danificadas da viga, nomeadamente das zonas dos apoios (ver Figs. 3 e 4).

As condições de apoio da viga foram simuladas através da utilização de blocos de betão armado 0.50x0.50x0.50 (m).

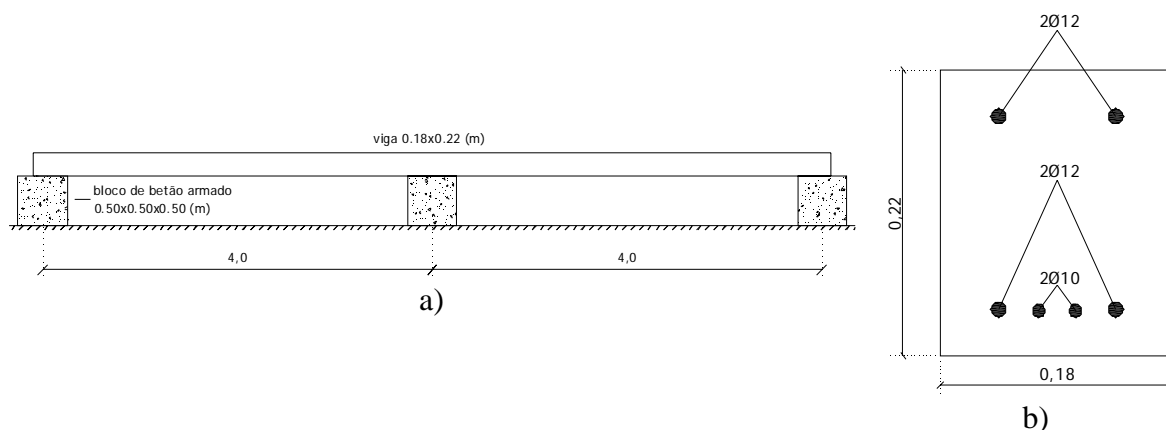


Figura 2: a) Condições de apoio adoptadas; b) Secção transversal estimada



Figura 3: Tratamento das zonas danificadas da viga



Figura 4: Aspecto final da viga

3.2 Sistema de aplicação de cargas

As cargas, F1 e F2, foram aplicadas na secção de meio-vão de cada um dos tramos da viga, com recurso a dois servoactuadores hidráulicos, ambos ligados a uma mesma central hidráulica. Este equipamento foi disponibilizado pelo Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da Faculdade de Engenharia do Porto (FEUP) para a realização do ensaio.

Os servoactuadores foram instalados na parte inferior da laje de reacção, entre esta e uma estrutura metálica de reacção. A fim de facilitar a aplicação das cargas foram dimensionadas 4 peças metálicas em forma de cruz. Duas das peças foram colocadas em cima da viga, nos pontos de aplicação das cargas, e as outras duas foram instaladas no piso inferior, para fazer o suporte dos servoactuadores e garantir a sua reacção na laje durante o ensaio. As peças metálicas superiores foram ligadas às peças inferiores através da utilização de 8 barras roscadas *Dywidag* ($\phi_{nom} = 20$ mm), que atravessavam a laje através da sua furação. A aplicação das forças na viga foi feita através da tracção destas barras. Na Fig. 5 é apresentado o esquema de aplicação das cargas.

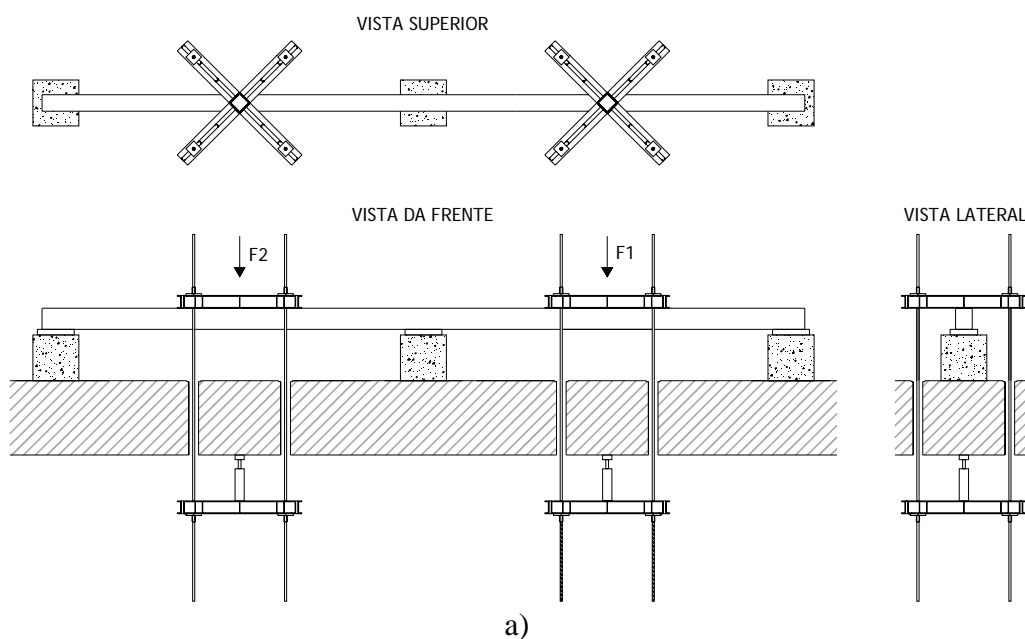




Figura 5: Sistema de aplicação das cargas: a) esquema geral; b) peças metálicas sobre a viga; c) servoactuadores no piso inferior

3.3 Instrumentação

Para registar os deslocamentos sofridos pela viga durante o ensaio, foram instalados vários transdutores de deslocamento de fio, também disponibilizados pelo LESE, nos pontos representados na Fig. 6. Nas zonas dos apoios foram utilizados transdutores com curso de 150 mm (transdutores T1 a T4). Nos restantes pontos foram utilizados transdutores com curso de 250 mm (T5 e T6), 500 mm (T7 e T8) e de 650 mm (T9 a T14). Foram também instalados comparadores (C1 a C7) nas zonas dos apoios a fim de avaliar a rotação sofrida pela viga nestes pontos.

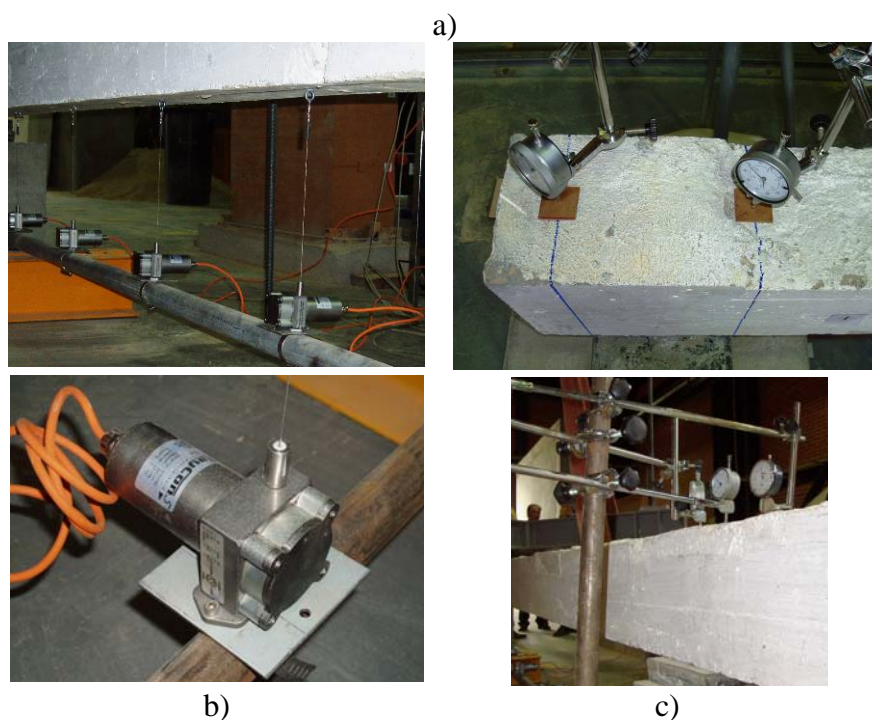
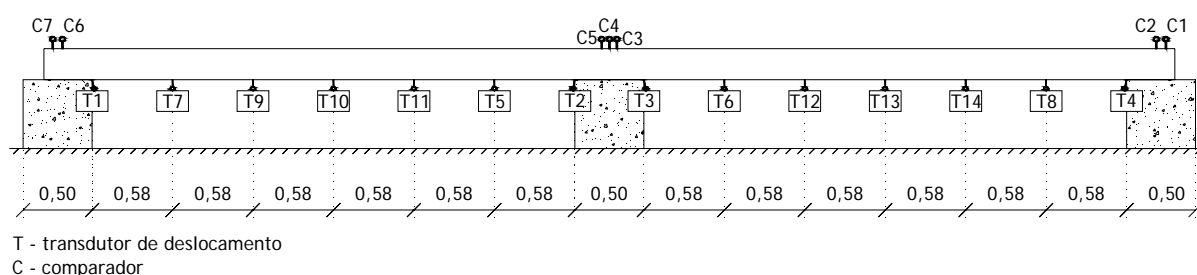


Figura 6: Monitorização da viga: a) localização dos transdutores e comparadores; b) transdutores de deslocamento; c) comparadores

3.4 História do carregamento

As forças foram aplicadas com controlo de deslocamento, em ciclos carga-descarga de amplitude crescente e sem inversão de sinal. O controlo do deslocamento começou por ser feito na secção de meio-vão do tramo esquerdo (ver Fig. 7-a e Fig. 8). Após a formação da rótula plástica nessa secção, o controlo do deslocamento passou a ser feito na secção de meio-vão do tramo direito (ver Fig. 7-b).

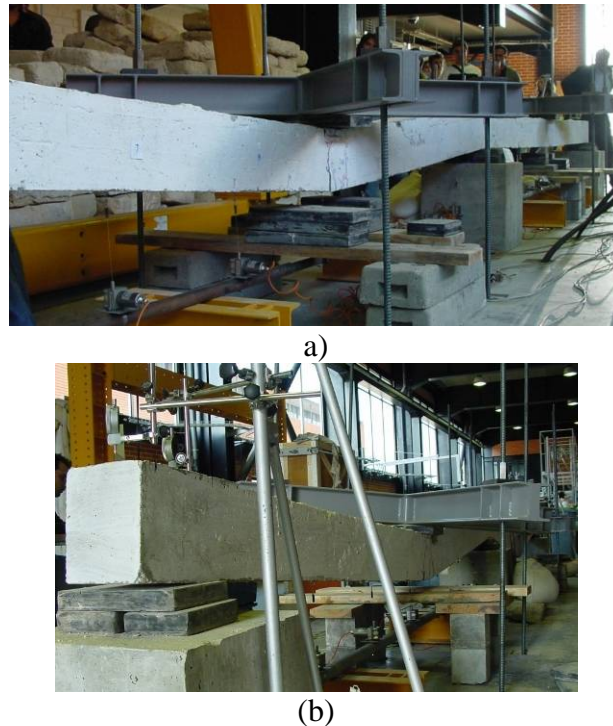


Figura 7: Controlo do deslocamento na secção de meio-vão do tramo a) esquerdo e b) direito

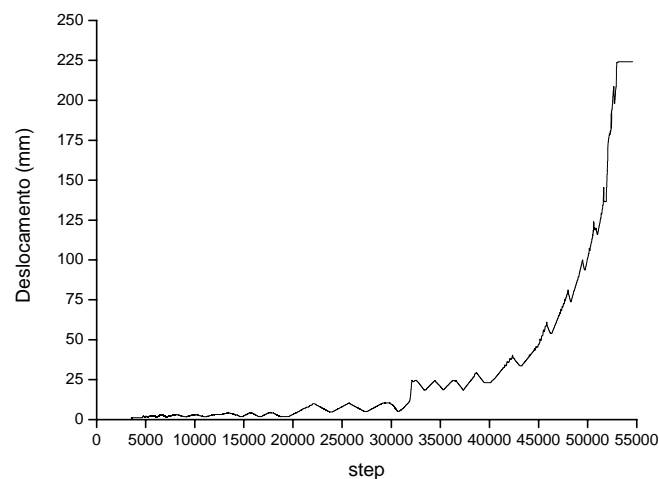


Figura 8: Deslocamentos medidos na secção de meio-vão do tramo esquerdo da viga

3.5 Observação da viga após o ensaio

Após a realização do ensaio foi feita uma observação geral das fissuras, foram medidos os comprimentos das rótulas plásticas e verificadas as características e disposição da armadura. Para tal, a viga foi escarificada em determinados pontos de forma a perceber se a armadura longitudinal se mantinha constante e confirmar as suas características (número de varões, diâmetros, espaçamento entre varões e recobrimento), e verificar o tipo de armadura transversal existente e a

sua disposição em relação à armadura longitudinal. Foram ainda realizados ensaios não-destrutivos com o Esclerômetro de Schmidt e com o Pundit, e extraídas carotes para serem ensaiadas à compressão a fim de estimar o valor da resistência do betão à compressão.

3.5.1 Fissuras e rótulas plásticas

Na Fig. 9 são ilustradas as três rótulas plásticas formadas durante o ensaio e as principais fissuras verificadas nestas zonas devidas aos esforços de flexão. Estimou-se para o comprimento das rótulas plásticas (l_{RP}) os seguintes valores: $l_{RP1} = 14$ cm, $l_{RP2} = 5$ cm e $l_{RP3} = 15$ cm.

Verificou-se o esmagamento do betão na zona de compressão devido à grande dimensão dos inertes na composição do betão.

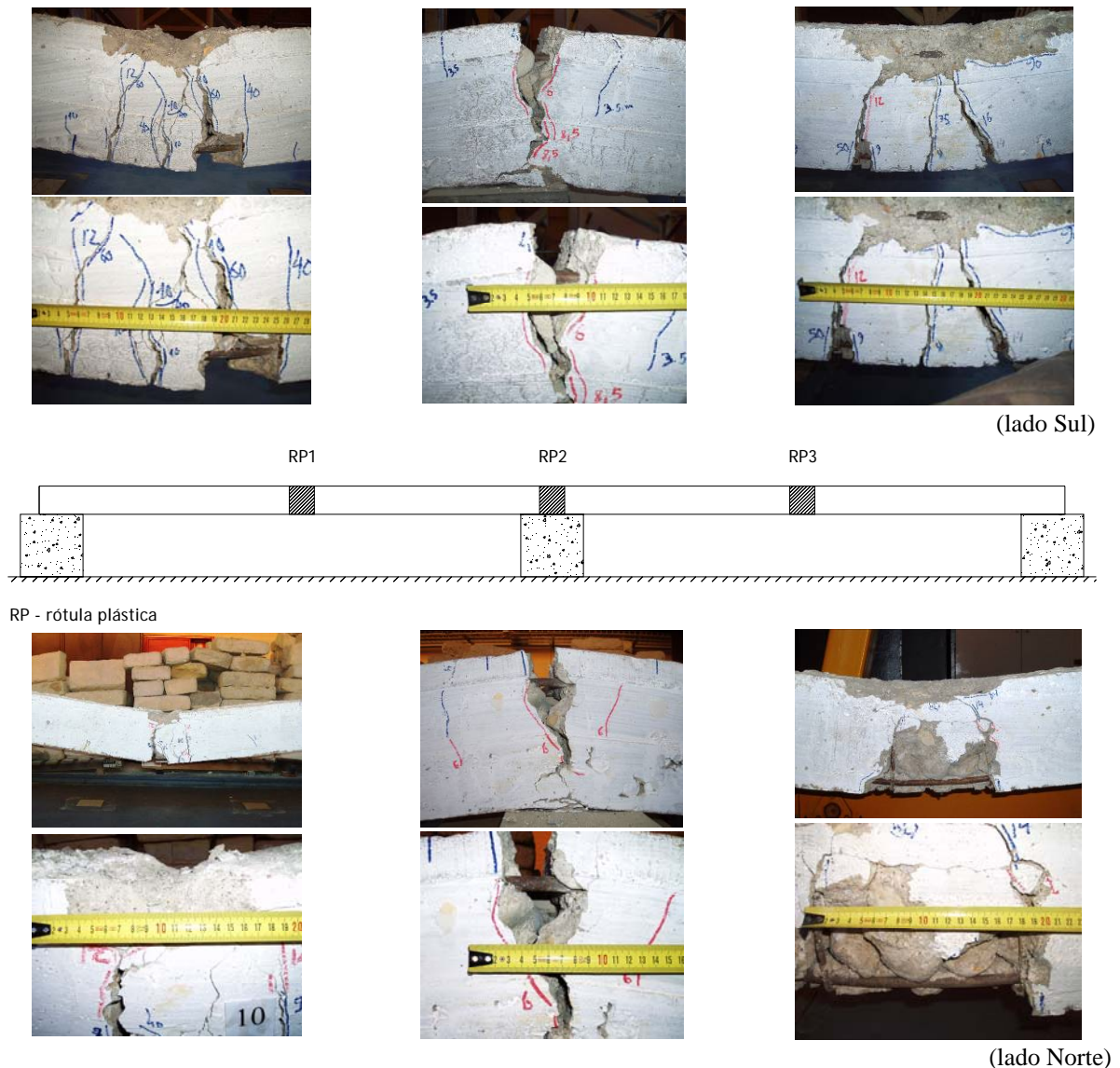


Figura 9: Identificação das rótulas plásticas

3.5.2 Verificação da armadura

A observação feita após o ensaio permitiu concluir que armadura longitudinal era constante ao longo de toda a viga e confirmou-se que a mesma era constituída por 2 varões de diâmetro 12 mm na armadura superior, e por 2 varões de diâmetro 12 mm e 2 varões de diâmetro 10 mm na armadura inferior. Foram verificadas variações em termos do recobrimento, sendo possível apontar um valor médio de 3 cm para os recobrimentos superior e inferior. Em relação à armadura transversal, confirmou-se que esta é constituída por varões de 8 mm espaçados de cerca de 0.18 m ao longo da viga, e que a sua amarração é feita em U. O espaçamento dos estribos sofre uma

alteração significativa nas zonas A e B (ver Fig. 10-d), sendo cerca de 0.33 m e 0.42 m, respectivamente. Nestas zonas foi observada a existência de armadura, sem qualquer contribuição para a resistência da viga (à flexão e ao corte), de ligação/arranque dos montantes de apoio da cobertura nestes pontos. Na Fig. 10-e é apresentado um esquema da secção transversal da viga com a indicação da armadura observada e valores médios do recobrimento e do espaçamento entre varões.

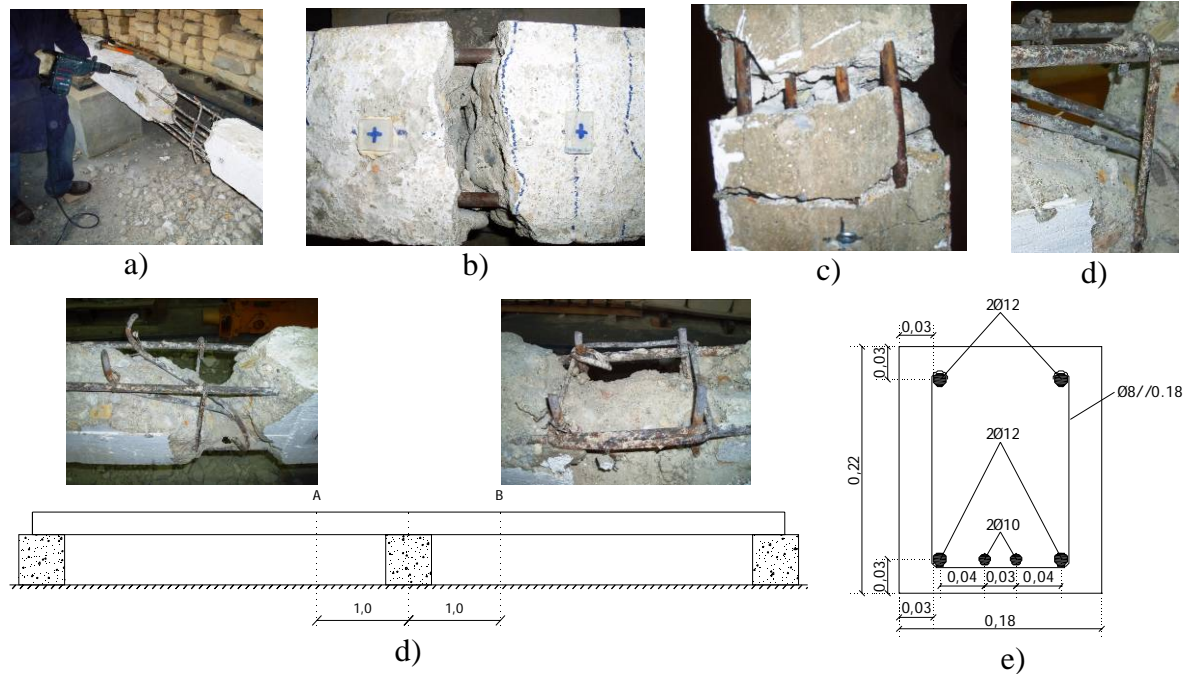


Figura 10 – Observação da armadura: a) escarificação da viga; b) armadura superior; c) armadura inferior; d) pormenor da amarração dos estribos; e) secção transversal da viga

3.5.3 Ensaios não destrutivos

Na Tabela 1 são apresentadas as leituras feitas com o Esclerómetro de Schmidt e com o Pundit. A localização dos pontos de leitura é representada na Fig. 12.



Figura 11: Ensaios não-destrutivos: a) Esclerómetro de Schmidt; b) Pundit

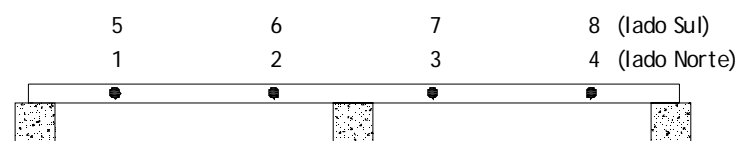


Figura 12: Pontos de medição com o Esclerómetro de Schmidt e com o Pundit

Tabela 1: Leituras feitas com o Esclerómetro de Schmidt e com o Pundit

Pontos de leitura	Esclerómetro de Schmidt								Pundit			
	1	2	3	4	5	6	7	8	1-5	2-6	3-7	4-8
Leituras	4.6	4.6	4.2	4.2	4.4	4.6	4.8	4.4	46	41	48	49
	4.4	5.4	4.5	4.0	3.2	4.6	4.6	3.8	47	47	45	47
	4.2	4.2	4.6	4.0	4.0	4.5	5.2	4.8	47	49	46	46
	4.0	4.6	4.8	4.4	3.8	4.6	5.0	4.2	43	50	46	48
	4.4	4.4	4.8	4.7	4.6	4.6	4.7	4.6	46	50	48	47
	4.4	4.8	4.6	4.6	4.4	4.8	4.8	4.8	-	-	-	-

A partir dos resultados obtidos com o Pundit e conhecendo a distância entre os pontos de medida (0.18 m), estimou-se para a velocidade de propagação dos ultra-sons um valor médio de aproximadamente 3855 m/s. Para o betão, este valor indica que se trata de um betão de média/fraca qualidade.

3.5.4 Extracção e ensaio de carotes

Foram extraídas da viga e ensaiadas à compressão 7 carotes, cada uma com um diâmetro de 9.4 cm e com alturas distintas (ver Fig.13). Na Tabela 2 são apresentadas as características geométricas das carotes e os respectivos resultados do ensaio de compressão. É também apresentado o valor da força corrigida, que resulta da aplicação de um factor de correcção previsto pela norma C42/C42M-99 [7] de forma a ter em conta a relação altura/diâmetro (L/D) das carotes (ver Tabela 3). Para valores de L/D superiores a 1.75, o factor de correcção é igual a 1. Caso contrário são utilizados os valores da norma, fazendo-se a extrapolação dos mesmos quando necessário.



Figura 13: Extracção de carotes (a) e ensaio de compressão (b)

Tabela 2: Resultados do ensaio à compressão das carotes

Carotes	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
Diâmetro (m)	0.094	0.094	0.094	0.094	0.094	0.094	0.094
Altura (m)	0.080	0.158	0.128	0.186	0.162	0.075	0.161
Massa (kg)	1.290	2.472	2.028	2.948	2.584	1.207	2.530
Força (kN)	145.30	86.40	135.20	86.40	108.20	184.80	122.10
Força corrigida (kN)	121.18	84.19	127.52	86.40	105.78	151.91	119.27
Tensão de rotura (MPa)	17.46	12.13	18.38	12.45	15.24	21.89	17.19

Tabela 3: Factor de correcção da força [7]

L/D	Factor de correcção
1.75	0.98
1.50	0.96
1.25	0.93
1.00	0.87

As diferenças verificadas entre os valores de tensão de rotura estimados para as várias carotes justificam-se pela dimensão dos inertes. Considerando os resultados dos ensaios de todas as carotes, obtém-se para resistência do betão um valor de 10.75 MPa. Excluindo-se os resultados do ensaio das carotes C2, C4 e C6, uma vez que estes parecem ser os mais díspares em relação ao conjunto dos restantes valores, o valor da resistência à compressão passa a ser igual a 14.90 MPa. Considera-se que este valor é mais correcto e, podendo assim concluir-se que o betão utilizado na viga seria da classe B15, equivalente à classe C12/15.

3.6 Resultados experimentais

Na Fig. 14 são apresentadas as rotações sofridas pela viga na zona dos apoios com a indicação do respectivo sentido. Tratando-se de ângulos muito pequenos, a tangente do ângulo é aproximada ao ângulo e a estimativa das rotações pode ser feita directamente através do quociente entre a diferença de valores medidos por comparadores consecutivos, instalados na mesma zona de apoio, e a distância entre os mesmos. As rotações estimadas são, tal como esperado, muito pequenas, com valores máximos da ordem dos 0.02 rad.

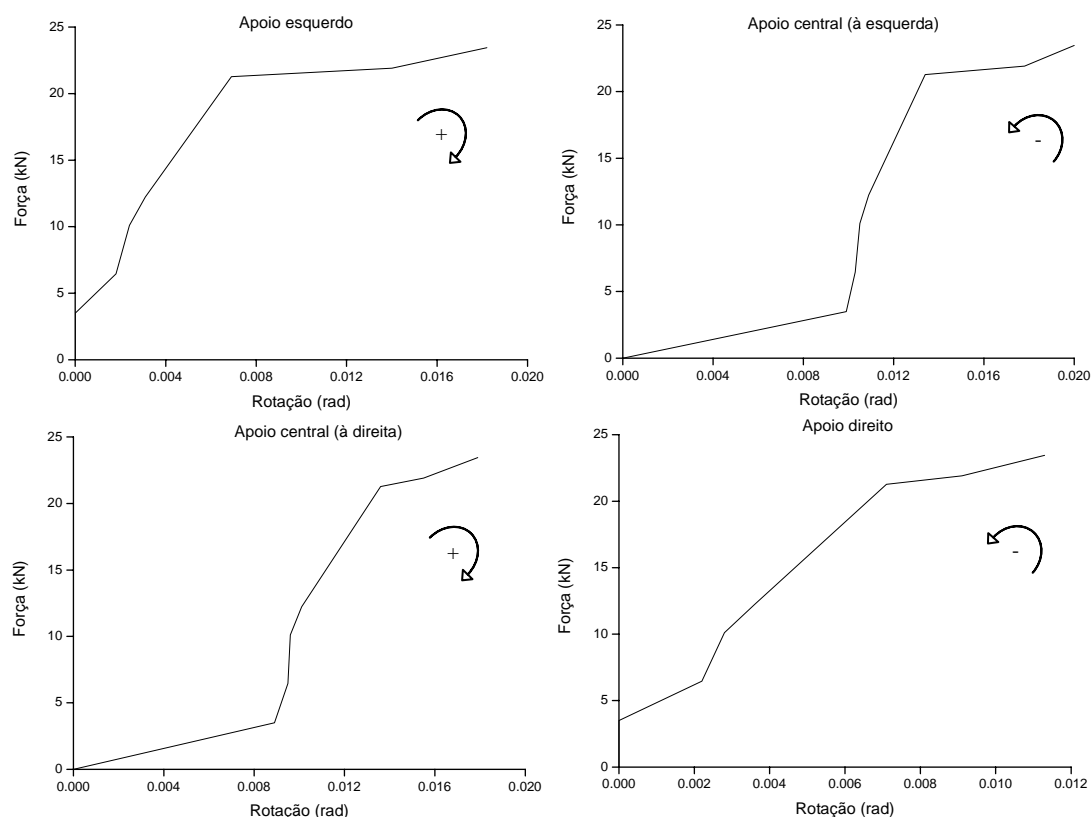


Figura 14: Rotações estimadas nos apoios

Na Fig. 15 é apresentado o gráfico força-deslocamento determinados para a secção de meio-vão do tramo esquerdo da viga.

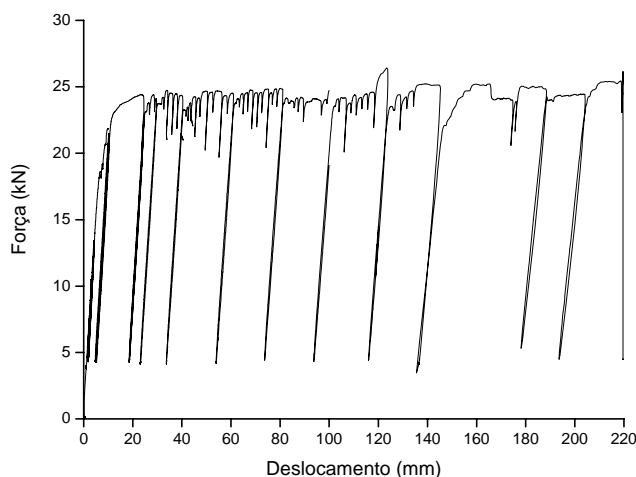


Figura 15: Curva força-deslocamento na secção de meio-vão do tramo esquerdo

Considerações finais

O trabalho experimental descrito neste trabalho foi o ponto de partida para uma campanha de ensaios a ser realizada sobre elementos de betão armado, nomeadamente nós viga-pilar, construídos com armadura lisa de aderência normal, representativos da construção dos anos 50-70. A fim de simular a resposta dos elementos à acção de cargas cíclicas, a par dos ensaios experimentais serão desenvolvidos modelos numéricos, os quais terão em conta os efeitos da degradação da aderência aço-betão. Serão estabelecidas comparações entre os resultados experimentais e os resultados

numéricos, e a influência do escorregamento das armaduras no comportamento dos elementos ensaiados será analisada em pormenor.

Está em desenvolvimento um modelo numérico na plataforma Opensees [8], para simular os ensaios realizados sobre a viga.

Agradecimentos

Este artigo refere investigação realizada com o apoio financeiro da FCT - Fundação para a Ciência e Tecnologia, Portugal.

Os autores agradecem aos colaboradores do LESE do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, bem como ao Eng. Romeu Vicente e ao Eng. Henrique Pereira do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, pela colaboração na preparação e execução do ensaio da viga.

Referências

- [1] E. Hertanto: *Seismic Assessment of Pre-1970s Reinforced Concrete Structures*, Tese de Doutoramento, Universidade de Canterbury, Nova Zelândia (2005).
- [2] A. Liu e R. Park: *Seismic behaviour and retrofit of pre-1970's as-built exterior beam-column joints reinforced by plain round bars*, Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol.34, No.1, Março (2001).
- [3] H. Varum: *Seismic Assessment, Strengthening and Repair of Existing Buildings*, Tese de Doutoramento, Universidade de Aveiro, Portugal (2003).
- [4] M. Fernandes: *A influência das acções repetidas na aderência aço-concreto*, Tese de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, Brasil (2000).
- [5] CEB: *RC elements under cyclic loading. State of the art report*, Thomas Telford Publications (Editor), ISBN 0727720864 (1996).
- [6] M. Berra, A. Castellani, S. Ciccotelli e D. Coronelli: *Bond-slip effects on reinforced concrete elements under earthquake loading*, European Earthquake Engineering, Vol. 8, No. 3 (1994).
- [7] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO): C42/C42M-99 Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete.
- [8] Open System for Earthquake Engineering Simulation (Opensees): disponível online em <http://opensees.berkeley.edu/index.php>